

Stabilisierung von Rutschungen mittels Ankern und Pfählen: Abschätzung baulicher Massnahmen

Autor(en): **Huder, Jachen**

Objektyp: **Article**

Zeitschrift: **Schweizer Ingenieur und Architekt**

Band (Jahr): **101 (1983)**

Heft 16

PDF erstellt am: **19.09.2024**

Persistenter Link: <https://doi.org/10.5169/seals-75117>

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Inhalten der Zeitschriften. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern.

Die auf der Plattform e-periodica veröffentlichten Dokumente stehen für nicht-kommerzielle Zwecke in Lehre und Forschung sowie für die private Nutzung frei zur Verfügung. Einzelne Dateien oder Ausdrucke aus diesem Angebot können zusammen mit diesen Nutzungsbedingungen und den korrekten Herkunftsbezeichnungen weitergegeben werden.

Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. Die systematische Speicherung von Teilen des elektronischen Angebots auf anderen Servern bedarf ebenfalls des schriftlichen Einverständnisses der Rechteinhaber.

Haftungsausschluss

Alle Angaben erfolgen ohne Gewähr für Vollständigkeit oder Richtigkeit. Es wird keine Haftung übernommen für Schäden durch die Verwendung von Informationen aus diesem Online-Angebot oder durch das Fehlen von Informationen. Dies gilt auch für Inhalte Dritter, die über dieses Angebot zugänglich sind.

Stabilisierung von Rutschungen mittels Anker und Pfählen

Abschätzung baulicher Massnahmen

Von Jachen Huder, Zürich

Hangrutschungen werden häufig mittels Verankerungen oder verankerten Pfahlwänden saniert. Als Mass für die Verbesserung dient die Sicherheit der Böschungstabilität, wobei das angestrebte Ziel (d.h. der Sicherheitsfaktor) von Fall zu Fall durch den Projektverfasser festzulegen ist. Zur Berechnung dient das Modell der Gleitflächen. Der Autor zeigt, wie die erforderlichen Ankerkräfte auf einfache Art abgeschätzt werden können und wie die Wirkung von Anker und Pfählen in die Berechnung eingeführt wird.

Einfache Abschätzung von Ankerkräften

Oft stehen Sanierungsarbeiten zur Diskussion, die durch eine Verankerung auf einfache Art gelöst werden können. Wie gross soll die Sicherheit des Bauwerkes gegen Gleiten gewählt werden, wenn es sich um einen Bauteil in einem natürlich gewachsenen Hang handelt, dessen Sicherheit äusserst klein ist? Sicher wäre es zwecklos, eine allzugrosse Sicherheit zu wählen oder zu verlangen, denn die Stabilität des «Berges» kann man auch durch eine überdimensionierte Konstruktion mit Anker nicht wesentlich verbessern. Wohl kann aber eine relativ kleine Ankerkraft die Sicherheit der Strasse, die durch Risse den Bruchzustand aufzeigt, dermassen angehoben werden, dass eine Gefährdung des Verkehrs nicht mehr besteht (Bild 1).

Hier soll auch noch auf die Wirkung des Wassers hingewiesen werden, denn die meisten Fälle von Geländeinstabilitäten sind darauf zurückzuführen. Eine wirksame Drainage im Sinne einer Reduktion der Porenwasserdrücke oder Veränderung der Richtung der Sickerkräfte kann ebenfalls stabilisierend wirken. Denkbar ist – bei Vorhandensein von Wasser – auch die Kombination dieser beiden Sanierungsmassnahmen, indem die Verankerung als «sofort wirkend», die Drainage hingegen als «langzeitige» Massnahme zu bewerten wären.

Die Sanierung des gesamten Hanges hingegen, dargestellt anhand der Gleitfläche ②, wäre nur dann angezeigt, wenn die Notwendigkeit durch eingehende Messungen nachgewiesen wäre. Rein von der Topographie her wäre aber auch für diese Gleitfläche eine Instabilität denkbar. Diese fiktive Ausgangslage soll eine sinnvolle Anwen-

dung einer Verankerung als Sanierung zeigen. Durch die Risse in der Strasse und unterhalb der Strasse ist die Lage der Gleitfläche ①, die den Bruchzustand anzeigt, gegeben. Die Sicherheit kann mit $F \approx 1$ vorausgesetzt werden. Die bekannte Formel von Fellenius ohne die Ankerkraft ergibt:

$$F_0 = \left\{ \frac{\sum [c' \cdot \Delta x + (\Delta G \cdot \cos^2 \alpha - u \cdot \Delta x) \cdot \operatorname{tg} \varphi'] \cdot [\cos \alpha]^{-1}}{\sum \Delta G \cdot \sin \alpha} \right\}^{-1} = \frac{R}{T}$$

Mit Berücksichtigung des Ankers V und eines möglichen zusätzlichen Schubwiderstandes S (in der Gleitfläche, Bild 3) ergibt sich

$$F = \frac{R + V \sin(\alpha + \delta) \cdot \operatorname{tg} \varphi' + S \cos \alpha_s}{T - V \cdot \cos(\alpha + \delta)}$$

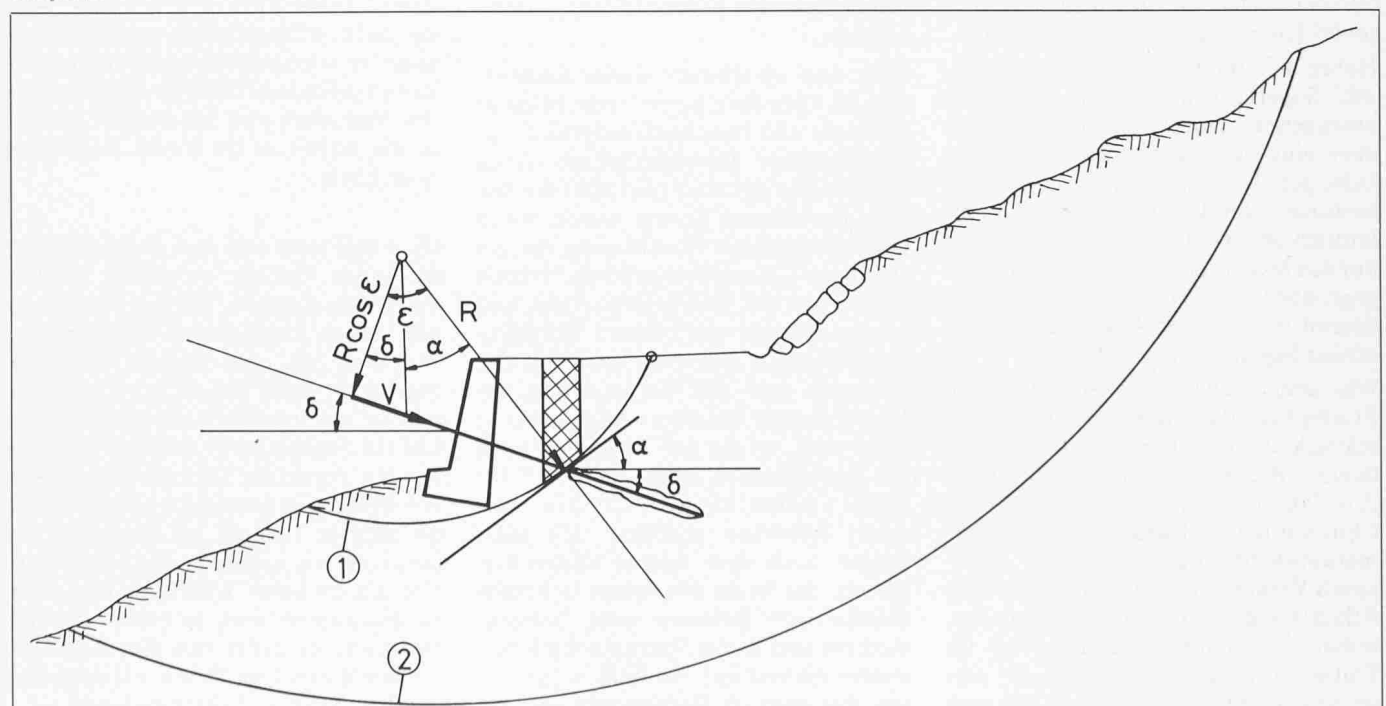
im Sinne der Definition des Sicherheitsgrades $F = \tau_f / \tau$. Nach V aufgelöst mit dem Koeffizienten a , abhängig von der Geometrie und des Winkels der Scherfestigkeit φ' ist:

$$V = \frac{F \cdot T - R - S \cos \alpha_s}{a} = F \cdot V_G$$

Wird Bruch vorausgesetzt, d.h. $F_0 = 1$, dann ist $T = R$, somit erhält der Ausdruck für V eine einfache Form:

$$V = \frac{\sum \Delta G \cdot \sin \alpha \cdot (F - 1) - S \cdot \cos \alpha_s}{a} = \frac{G \cdot \sin \bar{\alpha} \cdot (F - 1) - S \cdot \cos \alpha_s}{a}$$

Bild 1. Gleitfläche ① durch Risse im Gelände und auf der Strasse manifestiert. Gleitfläche ② unter den gleichen Bedingungen wie ① gerechnete, mögliche Gleitfläche



Dabei ist G das totale Gewicht der Rutschmasse, und $\bar{\alpha}$ ist die mittlere Neigung der Gleitfläche. Auffallend ist, dass in diesem Ausdruck nicht mehr die Kenntnis von c' , φ' und u für die Berechnung vorausgesetzt werden muss – diese Werte sind indirekt durch den Grossversuch, d.h. Bruchzustand berücksichtigt. Der Winkel φ' ist im Koeffizienten a enthalten und muss geschätzt werden. Die rechnerische Gebrauchskraft V_G kann abgeschätzt werden, wenn die verlangte Sicherheit F , der Winkel φ' und die Neigungen δ des Ankers und $\bar{\alpha}$ fixiert sind. Für *Fellenius* und *Bishop* ergibt sich:

$$V_G = \frac{G \cdot \sin \bar{\alpha} (F - 1) - S \cdot \cos \alpha_s}{a \cdot F}$$

(nach *Fellenius* bzw. *Bishop*)

Der Koeffizient a für *Fellenius* hat folgende Form:

$$a_F = F \cdot \cos(\alpha + \delta) + \sin(\alpha + \delta) \cdot \operatorname{tg} \varphi'$$

Unter der getroffenen Voraussetzung, dass $R = T$ sei, ist der angegebene Ausdruck für V_G auch für die Berechnung nach *Bishop* gültig, nur ist für die Formel von *Bishop* der Faktor

$$a_B = F \cdot \cos(\alpha - \delta) + \sin \delta \cdot \frac{\operatorname{tg} \varphi'}{m_\alpha}$$

in die Berechnung einzuführen. Für die Formel von *Bishop* ist

$$m_\alpha = \cos \alpha \cdot \left(1 + \frac{\operatorname{tg} \varphi' \cdot \operatorname{tg} \alpha}{F} \right)$$

Die Stabilitätsberechnung nach *Janbu* weist im Nenner $G \cdot \operatorname{tg} \bar{\alpha}$ auf und entsprechend wird:

$$V_G = \frac{G \cdot \operatorname{tg} \bar{\alpha} \cdot (F - 1) - S}{a_J \cdot F} \quad (\text{nach Janbu})$$

mit dem Wert a_J

$$a_J = F \cdot \frac{\cos(\alpha + \delta)}{\cos \alpha} + \sin \delta \cdot \frac{\operatorname{tg} \varphi'}{n_\alpha}$$

$$\text{mit } n_\alpha = \cos^2 \alpha \cdot \left(1 + \frac{\operatorname{tg} \varphi' \cdot \operatorname{tg} \alpha}{F} \right)$$

Für *Janbu* und *Bishop* ist eine Iteration nicht mehr notwendig, denn die Sicherheit wird vorgewählt und nicht gesucht. Mit einem Taschenrechner sind die Werte für a leicht zu programmieren, oder sie können der Tabelle 1 entnommen werden. Der Einfluss der einzelnen Methoden wird durch die Grösse des Koeffizienten a deutlich. Wesentlich ist aber nicht die gewählte Methode, sondern der für die Sanierung zugrunde gelegte Wert der Sicherheit.

Eine allzugrosse Sicherheit ist in diesem Fall nicht angezeigt. Eventuell lassen

Tabelle 1. Koeffizienten a (a_F nach *Fellenius*, a_B nach *Bishop* und a_J nach *Janbu*) in Funktion von F , φ' , δ_V und α_V (F = Sicherheit, φ' = Scherwinkel, δ_V = Neigungswinkel des Ankers bzw. α_V der Gleitfläche)

| F = 1,1 | | δ = 5° | | | δ = 10° | | | δ = 20° | | |
|---------|-------|--------|------|------|---------|------|------|---------|------|------|
| α° | φ° | 20° | 30° | 40° | 20° | 30° | 40° | 20° | 30° | 40° |
| 50° | a_F | 0.93 | 1.10 | 1.32 | 0.87 | 1.05 | 1.28 | 0.72 | 0.92 | 1.17 |
| | a_B | 0.81 | 0.83 | 0.84 | 0.91 | 0.94 | 0.96 | 1.09 | 1.14 | 1.19 |
| | a_J | 1.04 | 1.06 | 1.07 | 0.97 | 1.01 | 1.04 | 0.80 | 0.88 | 0.95 |
| 40° | a_F | 1.04 | 1.19 | 1.37 | 0.99 | 1.15 | 1.35 | 0.87 | 1.05 | 1.28 |
| | a_B | 0.93 | 0.95 | 0.96 | 1.02 | 1.04 | 1.07 | 1.16 | 1.21 | 1.26 |
| | a_J | 1.06 | 1.08 | 1.09 | 1.01 | 1.04 | 1.07 | 0.88 | 0.95 | 1.02 |
| 30° | a_F | 1.11 | 1.23 | 1.38 | 1.08 | 1.21 | 1.38 | 0.99 | 1.15 | 1.35 |
| | a_B | 1.03 | 1.04 | 1.06 | 1.10 | 1.12 | 1.15 | 1.20 | 1.26 | 1.31 |
| | a_J | 1.08 | 1.09 | 1.11 | 1.04 | 1.08 | 1.11 | 0.96 | 1.02 | 1.08 |
| 20° | a_F | 1.15 | 1.24 | 1.35 | 1.14 | 1.24 | 1.37 | 1.08 | 1.21 | 1.38 |
| | a_B | 1.09 | 1.11 | 1.12 | 1.14 | 1.17 | 1.21 | 1.22 | 1.28 | 1.34 |
| | a_J | 1.09 | 1.11 | 1.13 | 1.08 | 1.11 | 1.14 | 1.02 | 1.08 | 1.15 |
| 10° | a_F | 1.16 | 1.21 | 1.28 | 1.16 | 1.23 | 1.32 | 1.14 | 1.24 | 1.37 |
| | a_B | 1.13 | 1.14 | 1.16 | 1.16 | 1.19 | 1.23 | 1.20 | 1.27 | 1.34 |
| | a_J | 1.11 | 1.13 | 1.15 | 1.11 | 1.14 | 1.18 | 1.09 | 1.15 | 1.23 |
| F = 1,2 | | δ = 5° | | | δ = 10° | | | δ = 20° | | |
| α° | φ° | 20° | 30° | 40° | 20° | 30° | 40° | 20° | 30° | 40° |
| 50° | a_F | 0.99 | 1.16 | 1.38 | 0.92 | 1.10 | 1.33 | 0.75 | 0.95 | 1.20 |
| | a_B | 0.89 | 0.90 | 0.91 | 0.99 | 1.02 | 1.04 | 1.18 | 1.23 | 1.28 |
| | a_J | 1.13 | 1.15 | 1.17 | 1.05 | 1.09 | 1.13 | 0.86 | 0.94 | 1.02 |
| 40° | a_F | 1.11 | 1.26 | 1.44 | 1.05 | 1.21 | 1.41 | 0.92 | 1.10 | 1.33 |
| | a_B | 1.02 | 1.03 | 1.04 | 1.11 | 1.13 | 1.16 | 1.26 | 1.31 | 1.36 |
| | a_J | 1.15 | 1.17 | 1.19 | 1.09 | 1.13 | 1.16 | 0.95 | 1.02 | 1.09 |
| 30° | a_F | 1.19 | 1.31 | 1.46 | 1.15 | 1.29 | 1.46 | 1.05 | 1.21 | 1.41 |
| | a_B | 1.12 | 1.13 | 1.15 | 1.19 | 1.22 | 1.25 | 1.30 | 1.36 | 1.42 |
| | a_J | 1.17 | 1.19 | 1.21 | 1.13 | 1.17 | 1.20 | 1.03 | 1.10 | 1.16 |
| 20° | a_F | 1.24 | 1.33 | 1.44 | 1.22 | 1.33 | 1.46 | 1.15 | 1.29 | 1.46 |
| | a_B | 1.19 | 1.21 | 1.22 | 1.24 | 1.27 | 1.31 | 1.32 | 1.38 | 1.44 |
| | a_J | 1.19 | 1.21 | 1.22 | 1.17 | 1.20 | 1.24 | 1.11 | 1.17 | 1.24 |
| 10° | a_F | 1.25 | 1.31 | 1.38 | 1.25 | 1.33 | 1.42 | 1.22 | 1.33 | 1.46 |
| | a_B | 1.23 | 1.24 | 1.26 | 1.26 | 1.29 | 1.33 | 1.30 | 1.37 | 1.44 |
| | a_J | 1.21 | 1.23 | 1.24 | 1.21 | 1.24 | 1.28 | 1.18 | 1.24 | 1.32 |

sich die Deformationen allein mit $F = 1,1$ schon zum Abklingen bringen. Diese Anker – als permanente Anker ausgebildet – müssen unter Kontrolle stehen. Eine Verstärkung der ausgeführten Verankerung ist jederzeit möglich, wenn die notwendigen Dispositive schon bei der ersten Planung vorgesehen wurden. Die Voraussetzung für die hier skizzierte einfache Abschätzung der Ankerkräfte dürfte nicht vergessen werden: eine rasche Sanierung eines schon im Bruch befindlichen Baukörpers, hier eines Strassenabschnittes.

Berechnung des Schubwiderstandes

Die Sanierung mittels Anker und Ankerplatte allein ist konstruktiv eine fragliche Lösung. Der Anker wird gerade beim Ankerkopf durch kleine Verdrehungen der Platte stark auf Biegung

beansprucht. Diese Deformationen können verhindert werden, indem die Platte durch eine *Pfahlreihe mit einem steifen Längsträger* ersetzt wird. Die Pfähle sind bis in Fels oder zumindest bis in die stabile Zone vorzutreiben. Dadurch werden sie zu einem stabilisierenden Bauteil, der analog den Ankern in der Stabilitätsberechnung berücksichtigt werden kann. Die stabilisierende Kraft entspricht dem wirksamen Widerstand des Pfahles (oder Wand) bzw. des Bodens auf der Höhe der Gleitfläche. Der Bruch kann auf drei verschiedene Arten erfolgen, die vom Boden und von der Länge t bzw. Einspannung der Pfähle (der Wand) und, bei den Pfählen, von ihrem gegenseitigen Abstand L abhängen.

1. Der Widerstand des Pfahles (der Wand) ist grösser als derjenige des Bodens.

In diesem Fall wird der Bruch im Boden erfolgen. Der Widerstand ent-

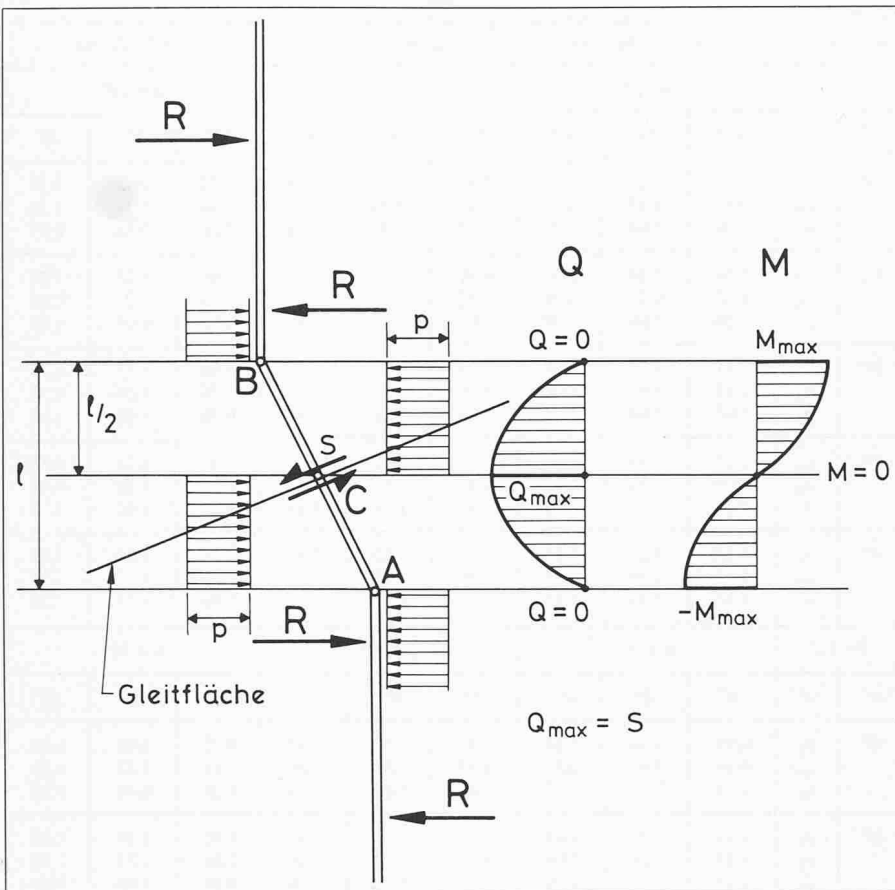
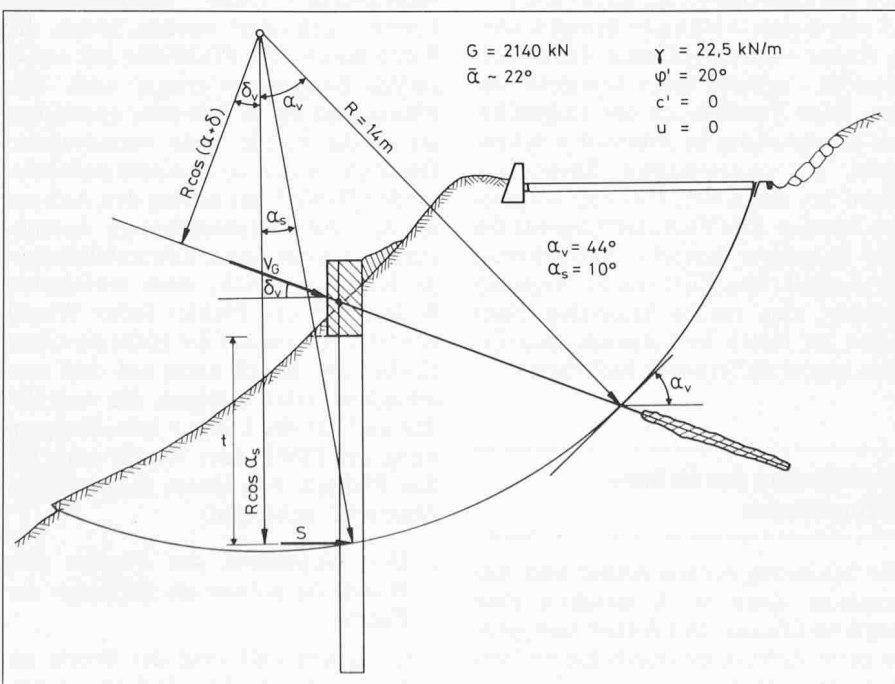


Bild 2. Schematische Darstellung des Dübelementes

Tabelle 2. Koeffizienten N_q , K_0 und d_q in Abhängigkeit von φ'

| φ' | 10° | 15° | 20° | 25° | 30° | 35° | 40° | 45° |
|------------|--------------------|------|------|------|------|------|------|------|
| N_q | 2.5 | 3.9 | 6.4 | 10.6 | 18.4 | 33.3 | 64.2 | 135 |
| K_0 | 0.83 | 0.74 | 0.66 | 0.58 | 0.50 | 0.43 | 0.36 | 0.29 |
| d_q | für $t/d > 4$ 1.47 | | 1.45 | 1.42 | 1.37 | 1.31 | 1.25 | |

Bild 3. Beispiel der Sanierung einer Strassenrutschung durch Pfahl und Anker



spricht dem passiven Erddruck, der auf dem Pfahl wirksam wird bzw. bei enger Pfahlreihe oder geschlossener Wand dem gesamten passiven Erddruck. Dieser letzte Fall führt auf die Kontrolle einer tieferen Gleitfläche unter der Wand. Die Länge der Wand wird für die Sicherheit massgebend.

2. Der Pfahl (die Wand) erleidet einen Scherbruch.

Der Scherbruch ist unter fester Einspannung möglich, z.B. der Pfahl sei im Fels eingebunden, und die Gleitfläche eines kompakten Materials verläuft an der Felsoberfläche. Dieser Bruchmechanismus ist meist nicht massgebend.

3. Der Pfahl (die Wand) erleidet einen Biegebruch.

Der Biegebruch wird als Dübelement berechnet und kann einseitig oder beidseitig eingespannt sein. Ein einseitig eingespanntes Dübelement wird als Kragarm berechnet, sollte aber in der hier zur Diskussion stehenden Konstruktion nicht auftreten. Der meistauftretende Fall ist das beidseits eingespannte Dübelement. Die Einspannung ist durch die resultierenden Kräfte R angezeigt.

Für die Rechnung darf nur der kleinste dieser Widerstände berücksichtigt werden.

Die Ausbildung des Dübels ist denkbar durch eine Einführung der plastischen Gelenke im Pfahl bzw. in der Wand, indem an zwei überbeanspruchten Stellen A und B beidseits der Gleitfläche die Biegefestigkeit nacheinander überwunden wird, so dass sich der Dübel durch grössere Deformationen ausbilden kann. Bei der Biegebeanspruchung sind die Dübeldeformationen einerseits vom Gelenkabstand abhängig und andererseits von der erforderlichen Querschnittsrotation zur Mobilisierung des Biegemomentes. Da die Interaktion Boden-/Pfahldeformation und der daraus resultierenden Belastung unbekannt ist, soll eine konstante Beanspruchung p vorausgesetzt sein. Unter dieser vereinfachten Belastungsannahme gelten für den Elementteil AC folgende Gleichgewichtsbedingungen:

Querkraft in Pkt. C:

$$S = Q_{max} = p \cdot l/2$$

Moment bezüglich Pkt. A:

$$M = \frac{p l^2}{8}$$

Daraus kann der Schubwiderstand des Dübels

$$S = \sqrt{2pM}$$

berechnet werden, wobei S unabhängig vom Gelenkabstand ℓ wird.

M wird aus dem zulässigen Biegemoment M_{zul} errechnet und mit der geforderten Sicherheit F multipliziert.

$$M \leq F \cdot M_{zul}$$

p ist für die geschlossene Wand als passiver Erddruck $e_p = p$ auf der Höhe der Gleitfläche in Rechnung zu stellen.

Für den Pfahl kann p aus der Grenzbelastung des Bodens gerechnet werden, wobei

$$p = d_q \cdot d \cdot K_0 \cdot q \cdot N_q$$

mit der Forderung, dass $p \leq \ell_p (L + d)$ sei. Es bedeuten (vgl. Tab. 2)

$$d_q = \text{Tiefenfaktor: } d_q = 1 + 0,035 \cdot \text{tg } \varphi \cdot (1 - \sin \varphi)^2 \cdot \text{arctg } t/d$$

$$N_q = \text{Faktor der Tragfähigkeit: } N_q = e^{\pi \cdot \text{tg } \varphi'} \cdot \text{tg}^2(45^\circ + \varphi'/2)$$

$$K_0 = \text{Ruhedruckkoeffizient: } K_0 \sim 1 - \sin \varphi'$$

$$q = \text{Überlagerungsdruck: } q = \gamma \cdot t$$

d = Durchmesser des Pfahles

L = Lichter Abstand der Pfähle

p kann auch aus dem passiven Erddruck, der auf den Pfahl wirkt, bestimmt werden. Für $L > 2d$ kann mit guter Annäherung die «wirksame Breite» \bar{d} des Pfahles mit $\bar{d} \leq 3d$ eingesetzt werden.

Ein Dübelelement wird dann optimal ausgenutzt, wenn die Widerstände infolge Biegebruch gleich dem Schubwiderstand sind.

Berechnungsbeispiel

Ein Beispiel soll die Anwendung dieser Berechnung zeigen. Aus dem Querprofil sind folgende Grössen zu ermitteln (Bild 3):

$$G = 2140 \text{ kN (Fläche planimetriert)}$$

$$\bar{\alpha} = 22^\circ \text{ (geschätzt)}$$

$$\alpha_V = 45^\circ$$

$$\delta_V = 20^\circ$$

$$\gamma = 22,5 \text{ kN/m}^3$$

$$\alpha_S = 11^\circ$$

G ist aus dem Material und der Konfiguration im Bruchzustand geschätzt. Für $\varphi' = 20^\circ$ ($u = 0$ und $c' = 0$) ist $F \approx 1,0$. Gefordert wird $F \approx 1,2$.

Gewählt wird eine verankerte Pfahlkonstruktion mit Längsbalken. Pfahlabstand $(L + d) = 5 \text{ m}$, Durchmesser $0,70 \text{ m}$, Armierungsgehalt $\mu = 1\%$ und zul. Moment $M_{zul} = 162 \text{ kNm}$.

$$p = d_q \cdot d \cdot K_0 \cdot t \cdot \gamma \cdot N_q = 1,47 \cdot 0,70 \cdot 0,66 \cdot 5,5 \cdot 22,5 \cdot 6,4 = 538 \text{ kN/Pfahl.}$$

$$S = \sqrt{2 \cdot p \cdot F \cdot M_{zul}} = \sqrt{2 \cdot 538 \cdot 1,2 \cdot 162} = 457 \text{ kN; } 457 \cdot \cos 10^\circ = 450$$

Pro m' ergibt dies nach Fellenius:

$$V_G / m' = \frac{214 \cdot \sin 22 (1,2 - 1) - 450/5}{0,85 \cdot 1,2} = \frac{70}{1,0} = 70,0 \text{ kN/m}$$

$$V_G = 70 \cdot 5 \text{ m} = 350 \text{ kN/Anker}$$

$$V_u = V_G \cdot 1,8 \approx 630 \text{ kN}$$

Der labile Zustand wird durch den Pfahl mit 450 kN/5 m und durch die Verankerung $V_G = 350 \text{ kN/5 m}$ auf eine Sicherheit von $F = 1,2$ angehoben.

Schlussbemerkungen

Der Preisvergleich zwischen Anker- und Pfahlwirkung fällt meistens zu Gunsten der Anker aus. Doch sind die Vorteile einer kombinierten Lösung im Gegensatz zur Verankerung nur mit Längsträger nicht zu unterschätzen. Im letzten Fall müssen die Längsträger eine gute Fundamentauflagerung aufweisen. Auf Baustellen, in denen der Einsatz von Maschinen kaum in Betracht kommt, können auch Schächte statt Pfähle vorgesehen werden.

Der gewählte Sicherheitsgrad für dieses Beispiel ($F = 1,2$) ist keine feste Regel. Dadurch, dass in einem solchen Fall die wesentlichen Grössen durch den Bruch gegeben sind, wäre bei noch genaueren Kenntnissen der Rutschmasse G auch eine Sicherheit von $F = 1,1$ denkbar. Entscheidend ist hier die Tatsache, dass das System – falls nötig – ausgebaut werden kann. Die Ankeransatzstellen können bei der Betonierung des Längsträgers vorgesehen werden.

Adresse des Verfassers: Prof. Dr. J. Huder, Institut für Grundbau und Bodenmechanik, ETH-Hönggerberg, 8093 Zürich.

Fünf Jahre Erfahrung mit der Norm SIA 191 «Boden- und Felsanker»

Von Jachen Huder, Zürich, und Hans Georg Locher, Bern

Es sind nun fünf Jahre her, seit die Norm SIA 191 «Boden- und Felsanker» in Kraft gesetzt wurde [1]. Gleich vorweggenommen: Die Norm hat sich trotz der relativ komplizierten Materie und der relativ neuen Art der Behandlung rasch und gut eingelebt; denn sonst wären z. B. Übersetzungen ins Italienische und Englische sowie Spanische kaum denkbar geworden. Mit diesen Übersetzungen ist auch die Einführung unserer Norm in Italien, Südafrika, Australien und in Südamerika gegeben. Immerhin, zu diesem Jubiläum gehören sicher auch einige kritische Bemerkungen und Hinweise auf Probleme, die bei der Anwendung der Norm noch bestehen.

Aus Sicht des Ingenieurs

Rechnerische freie Ankerlänge

Die Ankerkraft V wird durch den Verankerungskörper in den Boden bzw.

Fels übertragen, der zur Verankerungszone wird. Die verankerte Zone (Fig. 1 der Norm SIA 191) wird durch die rechnerische freie Ankerlänge l_f definiert. Nach Kap. 3.22 der Norm gilt: «Die rechnerische freie Ankerlänge wird

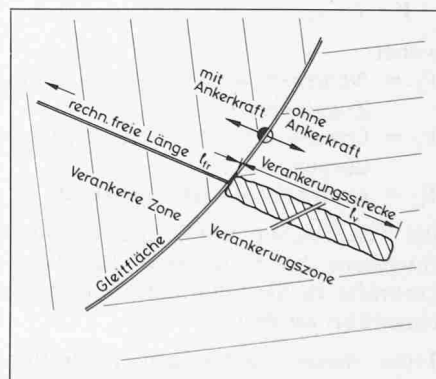


Bild 1. Durch die Gleitfläche getrennte Bereiche. Verankerte Zone mit Berücksichtigung der Ankerkraft

durch Stabilitätsbedingungen bestimmt. Bei Gleitflächen in der verankerten Zone sind die Ankerkräfte V zu berücksichtigen (Bild 1). Die Ankerkräfte V sind von Fall zu Fall je nach den Verhältnissen durch den Projekt-